

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

Д. В. Шаульський

ГЕОДЕЗІЯ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для студентів 3 курсу заочної форми навчання напрямку підготовки
6.080101 – Геодезія, картографія та землеустрій)*

**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2015**

Шаульський Д. В. Конспект лекцій з дисципліни «ГЕОДЕЗІЯ» (для студентів 3 курсу заочної форми навчання, напряму підготовки 6.080101 Геодезія, картографія та землеустрій) / Д. В. Шаульський; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2015. – 35 с.

Автор: Д. В. Шаульський

Рецензент: **І. С. Глушенкова**, кандидат технічних наук, доцент Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова.

Затверджено на засіданні кафедри геоінформаційних систем, оцінки землі та нерухомого майна, протокол № 15 від 02.04.2015 р.

© ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2015

© Д. В. Шаульський, 2015

ЗМІСТ

ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ.....	4
1 Класифікація геодезичних мереж.....	4
1.1 Принципи організації геодезичних робіт.....	4
1.2 Призначення і види геодезичних мереж.....	5
1.3 Державна геодезична мережа України.....	6
2 Щільність, точність та методи побудови геодезичних мереж	10
2.1 Необхідна щільність побудови державної геодезичної мережі.....	10
2.2 Точність побудови державної геодезичної мережі.....	12
2.3 Методи побудови державної геодезичної мережі.....	13
3 Проектування геодезичних мереж.....	16
3.1 Етапи створення державної геодезичної мережі.....	16
3.2 Проектування геодезичних мереж.....	17
3.3 Закріплення пунктів геодезичних мереж.....	19
4 Високоточні кутові вимірювання.....	21
4.1 Умови експлуатації високоточних теодолітів та вимоги до них.....	21
4.2 Джерела похибок при високоточних кутових вимірюваннях.....	23
4.3 Сприятливий час для вимірювання кутів.....	27
5 Нівелювання III класу.....	28
5.1 Методика нівелювання III класу.....	28
5.2 Порядок спостережень на станції нівелювання III класу.....	30
СПИСОК ДЖЕРЕЛ.....	35

ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ

1 Класифікація геодезичних мереж

1.1 Принципи організації геодезичних робіт

В основі організації та виконання геодезичних робіт лежать два принципи:

1. «від загального до часткового», іншими словами – від головного до другорядного;
2. «обов'язковий контроль усіх видів робіт».

Перший принцип полягає у тому, що будь-який вид геодезичних робіт має спиратися на достатню кількість раціонально розміщених і точно визначених опорних точок. Ці точки становлять основу або опорну мережу вирішуваної задачі. Від них визначають положення всіх інших точок, які характеризують положення елементів або частин інженерної споруди, деталей і елементів ситуації або рельєфу місцевості.

Такий принцип організації і виконання геодезичних робіт дає змогу, з одного боку, уникнути швидкого накопичення похибок вимірів, з іншого, – постійно контролювати правильність і точність польових робіт. Точки опорної мережі, що мають високу точність визначення свого положення, є основою, на яку спираються другорядні точки.

За іншої організації геодезичних робіт, наприклад, при визначенні кожної наступної точки від попередньої у формі неперервного і довгого ланцюга не дуже точних вимірювань, відбувається швидке накопичення похибок вимірів і немає можливості контролювати роботи, оскільки вони не спираються на «головні» точки.

Другий принцип організації і виконання геодезичних робіт потребує постійного і систематичного їх контролю. Згідно з цим принципом усі польові вимірювання (кутові, лінійні, висотні тощо) для контролю і підвищення точності виконують декілька разів. Наприклад, горизонтальний кут вимірюють способом прийомів двічі – при «крузі ліво» і «крузі право». Перевищення при геометричному нівелюванні вимірюють за основною та контрольною сторонами рейки. Проте, є види польових робіт в геодезії, які виконують без повторних вимірювань, наприклад, тахеометричне знімання.

Так само всі обчислювальні та інші камеральні роботи супроводжуються контрольними обчисленнями, порівнянням результатів із допусками і нормами точності.

1.2 Призначення і види геодезичних мереж

Геодезичною мережею називають систему закріплених на земній поверхні геометрично зв'язаних між собою точок, положення яких визначене в прийнятій системі координат і висот.

Геодезичний пункт це закріплена на місцевості точка геодезичної мережі.

Розрізняють такі види геодезичних мереж:

- глобальні;
- національні (державні);
- геодезичні мережі згущення;
- знімальні геодезичні мережі;
- спеціальні (місцеві) геодезичні мережі.

Глобальна геодезична мережа охоплює усю поверхню Землі. Створюється методами космічної геодезії за матеріалами спостережень штучних супутників Землі. Положення пунктів визначається в геоцентричній системі прямокутних координат з початком в центрі мас Землі. Глобальну геодезичну мережу використовують для вирішення наукових і науково-технічних задач геодезії, геофізики, астрономії і інших наук, наприклад, для уточнення фундаментальних геодезичних сталих, вивчення фігури і гравітаційного поля Землі, визначення переміщення і деформації плит літосфери земної кори і тому подібне. Глобальна геодезична мережа повинна безперервно удосконалюватися шляхом підвищення точності визначення координат її пунктів, що необхідно для ефективнішого вирішення традиційних і нових наукових проблем геодезії і інших наук.

Державна геодезична мережа (ДГМ) являє собою основну геодезичну мережу для всіх видів геодезичних і топографічних робіт на території України. Вона поділяється на *державну планову, висотну і планово-висотну мережі*. *Планова геодезична мережа* складається з пунктів, взаємне планове положення яких визначається з найвищою точністю.

Планові геодезичні мережі створюють астрономічним, геодезичним, супутниковим способами.

Астрономічний спосіб полягає у визначенні широти ϕ , довготи Λ , кожного пункту та астрономічного азимута напрямів ліній геодезичної мережі за спостереженнями небесних світил.

Геодезичний спосіб – за результатами астрономічних спостережень визначають координати деяких (вихідних) пунктів геодезичної мережі. Координати інших пунктів визначають аналогічно за результатами

вимірювання сторін та кутів геометричних фігур, вершинами яких є закріплені геодезичні пункти.

Супутниковий спосіб полягає у визначенні координат пунктів мережі за результатами спостережень супутникових навігаційних систем.

Висотні геодезичні мережі створюють: геометричним нівелюванням, тригонометричним нівелюванням або супутниковим способом.

Висотна геодезична мережа створюється переважно методами геометричного нівелювання з початком відліку висот від нуля Кронштадтського футштока. Вона об'єднує нівелірні мережі I, II, III та IV класів. Загальна схема розвитку мереж наступна: перший клас згущують другим, другий – третім, третій – четвертим, тобто додержуються принципу від загального до часткового.

Планово-висотні геодезичні мережі визначають як планове, так і висотне положення пунктів з необхідною точністю.

Геодезичні мережі згущення створюються в окремих районах при недостатній кількості пунктів державної геодезичної мережі. За точністю і послідовністю розвитку мережі згущення поділяються на перший і другий розряди.

Знімальні геодезичні мережі (або робоче обґрунтування). На їх основі безпосередньо проводять зйомку контурів рельєфу місцевості, інженерно-геодезичні роботи при будівництві споруд.

Спеціальні (місцеві) геодезичні мережі створюють в тих випадках, коли для вирішення поставлених завдань на даній ділянці потрібно мати пункти, взаємне розташування, яких в плані і по висоті визначено з найвищою точністю. Систему координат в таких мережах зазвичай підбирають так, щоб редуційні поправки за перехід від вимірних величин до їх проєкцій на місцеву умовну поверхню були мінімальними. Такі мережі будують, наприклад, в сейсмоактивних регіонах для прогнозування землетрусів, при будівництві великих споруд і т.д.

1.3 Державна геодезична мережа України

Планова державна геодезична мережа України побудована відповідно до вимог основних положень про державну геодезичну мережу СРСР 1954 –1961 років і була складовою частиною державної геодезичної мережі СРСР. Вона задовольняла вимоги народного господарства, вирішення наукових та інженерно-технічних задач, потреби оборони країни.

У зв'язку з науково-технічним прогресом, який відбувається у світі, і новими завданнями, які ставляться перед геодезичною галуззю України, державна геодезична мережа, підлягає оновленню та модернізації. Так 8 червня 1998 року Постановою Кабінету Міністрів України затверджені «Основні положення створення державної геодезичної мережі України». В 1999 році Головним Управлінням Геодезії Картографії та Кадастру при Кабінеті Міністрів України видана «Інструкція з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500». Згідно з цими документами, планова геодезична мережа України складається з:

- державної мережі (астрономо-геодезична мережа 1 класу, геодезична мережа 2 класу, геодезична мережа 3 класу);
- мережі згущення (4 класу, 1 і 2 розрядів);
- знімальної мережі.

На території України було створено систему приблизно рівномірно розміщених пунктів. Їх координати визначались поетапно від загального до часткового.

За точністю та методами визначення вона складалась:

- із рядів тріангуляції та ходів полігонометрії I класу;
- мережі тріангуляції та полігонометрії II класу;
- геодезичних мереж III і IV класів.

Планова державна геодезична мережа України (рис. 1.1) складається з 519 пунктів I класу, 5386 пунктів II класу, 13 633 – III і IV класів (всього 19 538 пунктів).

Астрономо-геодезична мережа (АГМ) I класу складається з рівномірно розміщених пунктів через 50-150 км. Є основою для побудови нових геодезичних мереж та підвищення точності визначення координат пунктів наявної ДГМ з використанням супутникових методів.

Частина фундаментально закріплених пунктів (14 на 1 січня 2006 р.) є постійно діючими станціями супутникових спостережень та астрономо-геодезичними обсерваторіями.

Пункти АГМ I класу вставлені в мережу високоточного нівелювання, а їх просторове положення визначається методами супутникової геодезії.

Геодезична мережа 2 класу складається за однаковою точністю просторової геодезичної мережі з рівномірно розміщених пунктів наявної геодезичної мережі I та II класів і нових пунктів.

Вихідними пунктами для побудови геодезичної мережі 2 класу приймаються пункти АГМ-1.

Згідно з основними положеннями з 1998 р. геодезичні мережі 2 класу створюються методами: супутникової геодезії, тріангуляції, полігонометрії та трилатерації.

Відстань між пунктами становить 8-12 км, а на забудованих та промислових територіях 5-8 км.

Геодезична мережа згущення III класу забезпечує щільність пунктів до 2-10 км і створюється супутниковим методом, тріангуляції, полігонометрії та трилатерації. Середня квадратична похибка визначення взаємного положення пунктів не повинна перевищувати 0,05 м. Вихідними пунктами є пункти АГМ-1 та геодезичної мережі II класу.

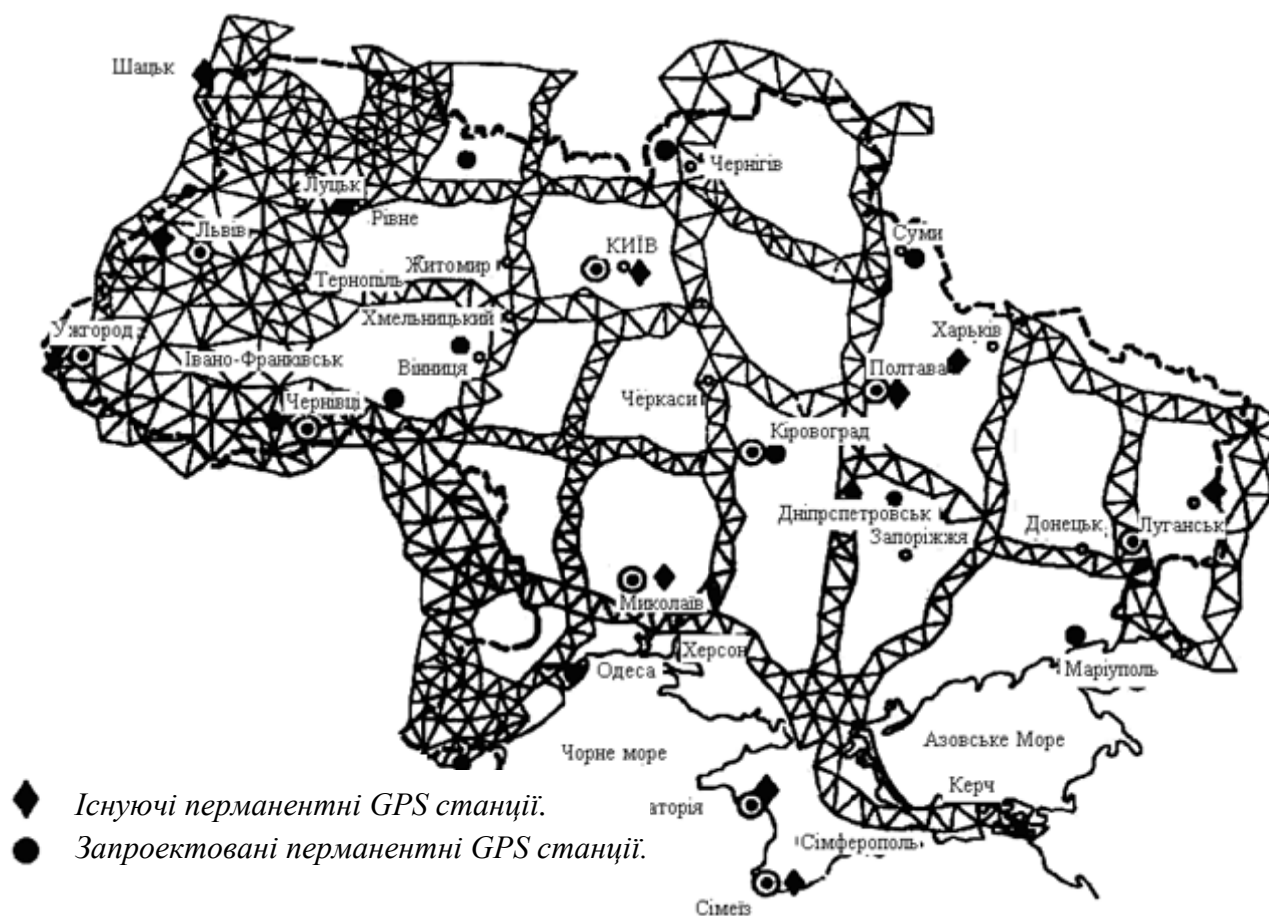


Рисунок 1.1 – Схема планової державної геодезичної мережі

Висотна державна геодезична мережа України побудована відповідно до Основних положень про державну мережу СРСР 1961 року і складається з нівелірних мереж I, II, III, IV класів, створених методом геометричного нівелювання. Лінії нівелювання I та II класів (рис. 1.2) є головною висотною основою України, яка забезпечує галузі народного господарства, оборону країни, розв'язання науково-технічних завдань. Їх прокладено вздовж автомобільних та залізничних шляхів. Довжина ліній нівелювання I класу

становить 11 975 км, а II – 11 900 км. Висоти закріплених марок і реперів визначені в Балтійській системі висот 1977 року.

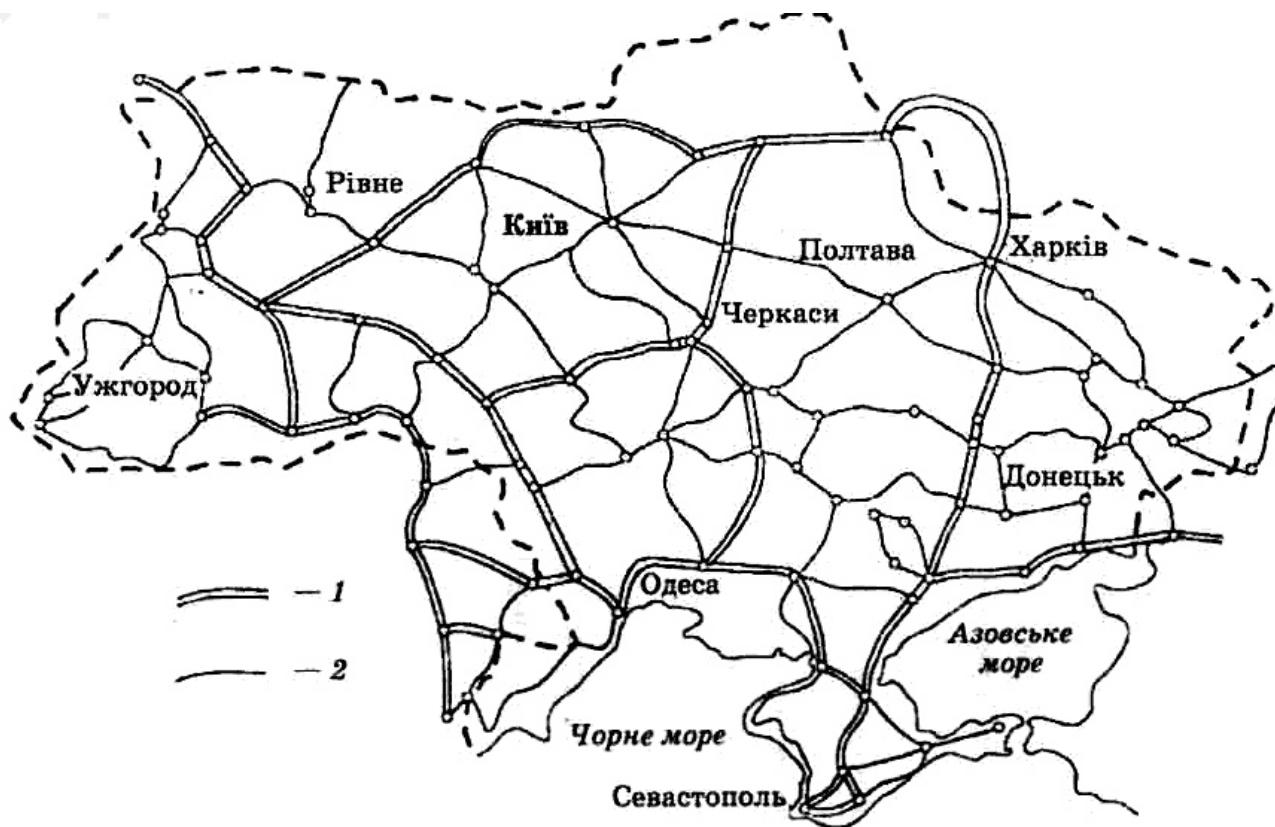


Рисунок 1.2 – Державна висотна мережа України

Нівелірні мережі III і IV класів згущують нівелірні полігони I та II класів і служать для виконання топографічних знімів та розв'язання інженерних задач. За вказаною постановою Кабінету Міністрів України № 844 від 8 червня 1998 року висотна геодезична мережа складається:

- з нівелірних мереж I та II класів;
- нівелірних мереж III та IV класів.

Мережа нівелірних ходів I класу виконується з найвищою точністю, яка досягається сучасними приладами. Нівелірна мережа II класу створюється полігонами та окремими лініями й їх системами з вузловими точками. Мережі I та II класів є головною висотною основою і забезпечують єдину систему висот на території України.

Мережі нівелювання III класу створюються всередині полігонів II класу з периметром 60-150 км. Подальше згущення виконується нівелюванням IV класу з довжиною ходів до 50 км.

Нев'язки нівелірних ходів f_h не повинні перевищувати:

- для II класу $f_h \leq 5 \text{ мм} \sqrt{L \text{ км}}$;

- для III класу $f_h \leq 10 \text{ мм} \sqrt{L \text{ км}}$;

- для IV класу $f_h \leq 20 \text{ мм} \sqrt{L \text{ км}}$,

де L – довжина ходу або полігона в кілометрах.

Основним методом створення нівелірних мереж державної висотної основи України є геометричне нівелювання.

Використання сучасних електронних тахеометрів дає змогу застосувати при створенні висотних мереж метод тригонометричного нівелювання, який за точністю близький до методу геометричного нівелювання.

Найбільш поширений супутниковий метод дає змогу визначати висоти пунктів з однорідною точністю на великих територіях.

2 Щільність, точність та методи побудови геодезичних мереж

2.1 Необхідна щільність побудови державної геодезичної мережі

Для розв'язання наукових завдань геодезії, пов'язаних з детальним вивченням фігури Землі, доцільно мати суцільну астрономо-геодезичну мережу на всій території країни. Причому в гірських районах астрономо-геодезична мережа повинна бути більш щільною.

Для картографування території країни щільність пунктів залежить від масштабу знімання і методів створення геодезичної знімальної основи. Припустимо, що геодезична мережа 1 – 4 класів складається з рівнобічних трикутників з довжинами сторін s_1, s_2, s_3, s_4 , де індекси 1, 2, 3, 4 відповідають класу мережі. Геодезична мережа 1 класу (рис. 2.1) складається із рівнобічних трикутників АБВ і АГБ зі сторонами s_1 . Мережа 2 класу побудована у вигляді вставок пунктів в центри трикутників 1 класу і складається із рівнобічних трикутників А23, В23, А52 і т.д., сторони яких $s_2 = s_1/2 \cdot \sin 60^\circ = s_1/\sqrt{3} = 0,577 \cdot s_1$. Пункти 3 класу, які знаходяться в центрах трикутників 2 класу, мають сторони $s_3 = s_2/\sqrt{3} = s_1/3 = 0,333 \cdot s_1$. Аналогічно $s_4 = s_3/\sqrt{3} = 0,192 \cdot s_1$. Приймавши $s_1 = 22,5 \text{ км}$, отримаємо $s_2 = 13,0 \text{ км}$; $s_3 = 7,5 \text{ км}$; $s_4 = 4,3 \text{ км}$.

Припустимо, що кожний пункт обслуговує ділянку, обмежену колом з радіусом r , який дорівнює половині відстані s між пунктами, тобто $r = s/2$. Площа P такого кола дорівнює

$$P = \pi r^2 = \frac{\pi s^2}{4} = 0,785 \cdot s^2, \quad (2.1)$$

звідки

$$s = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi}} = 1,13\sqrt{P} = \sqrt{P}. \quad (2.2)$$

За формулою (2.1) можемо обчислити площу, яку обслуговує один пункт. Підставивши обчисленні значення s_1, s_2, s_3, s_4 , знаходимо $P_1 = 397,4 \text{ км}^2$; $P_2 = 132,7 \text{ км}^2$; $P_3 = 44,2 \text{ км}^2$; $P_4 = 14,5 \text{ км}^2$; де P_1, P_2, P_3, P_4 – площа, яка обслуговується одним пунктом 1, 2, 3, 4 класів відповідно.

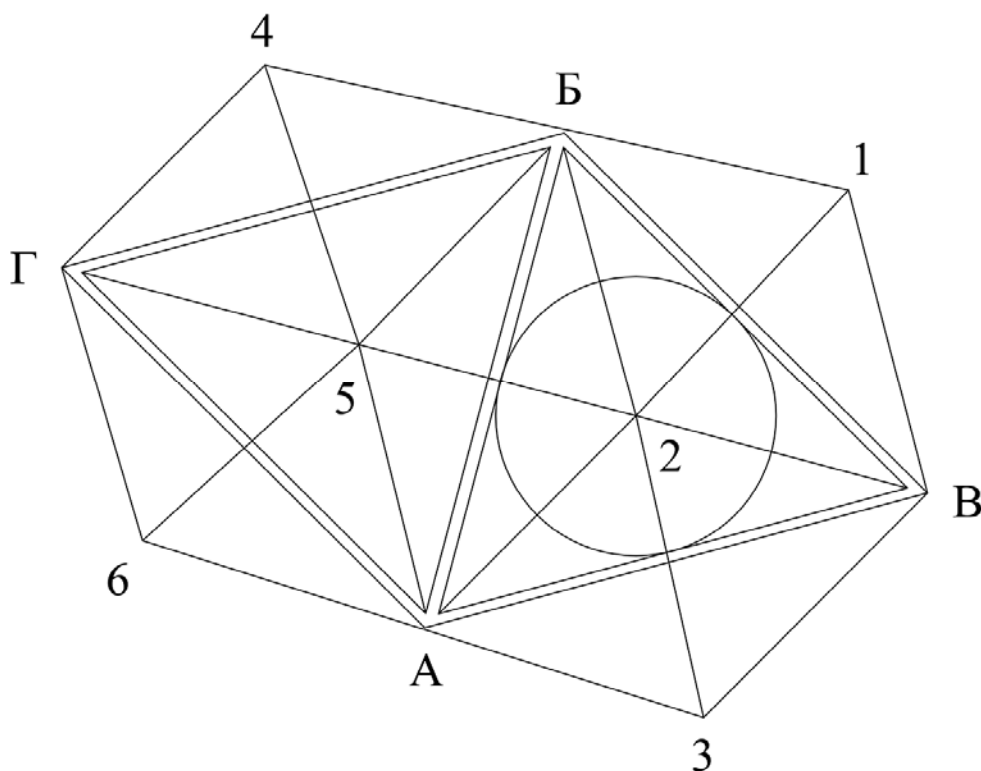


Рисунок 2.1 – Геодезична мережа

В реальних умовах трикутники можуть відрізнятися від рівнобічних, але у середньому для великої території отримані співвідношення між сторонами повинні приблизно виконуватись. Середню кількість n_i пунктів i класу на площі P можна визначити за формулами

$$n_1 = \frac{P}{P_1}; \quad n_2 = \frac{P}{P_2} - n_1; \quad n_3 = \frac{P}{P_3} - n_1 - n_2;$$

$$n_4 = \frac{P}{P_4} - n_1 - n_2 - n_3.$$

Наприклад, для ділянки $100 \text{ км} \cdot 100 \text{ км} = 10\,000 \text{ км}^2$ маємо $n_1 = 25$; $n_2 = 50$; $n_3 = 151$; $n_4 = 464$ пунктів 1, 2, 3 і 4 класів відповідно. Кількість пунктів усіх класів $N = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 = 690$.

2.2 Точність побудови державної геодезичної мережі

Для розв'язання наукових завдань геодезії астрономо-геодезичну мережу необхідно побудувати з найвищою точністю, яка досягнута при масових вимірюваннях. Для поетапного картографування території країни в масштабах $1:1000000 - 1:50000$, $1:25000 - 1:10000$, $1:5000 - 1:2000$ державна геодезична мережа за точністю повинна забезпечувати топографічне знімання найбільш крупного масштабу, тобто $1:2000$.

Геодезичною основою створення топографічних карт є точки T знімальної основи, координати яких визначають відносно найближчих пунктів, наприклад M, N (рис. 2.2)

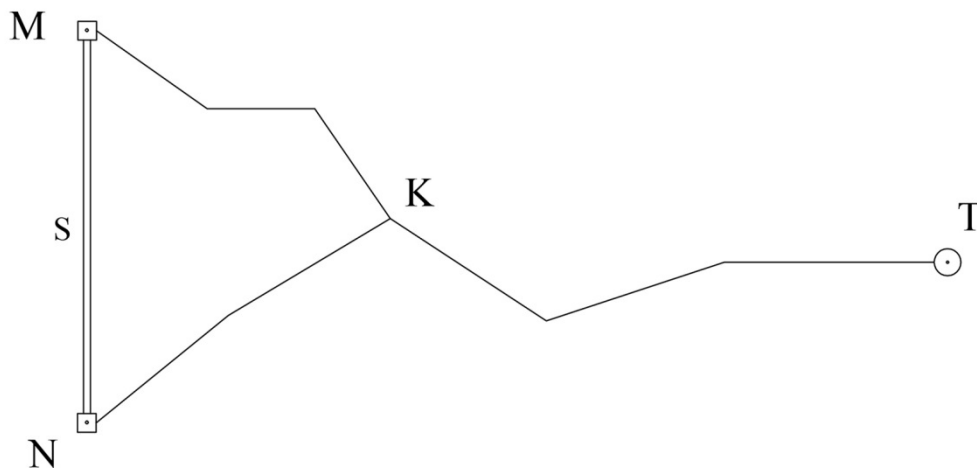


Рисунок 2.2 – Схема розташування пунктів знімальної основи

Похибка m_T визначення координат точки T і похибка m_H її нанесення на топографічну карту не повинна перевищувати графічну точність карти, яка характеризується середньою квадратичною похибкою $m \leq 0,2$ мм. Отже

$$m_T = m_H = (m\sqrt{2})M,$$

де M – знаменник масштабу карти.

Координати точки K , яка є опорною для знімального ходу KP , повинні бути визначені з похибкою m_K не більшою ніж $m_T/2$, а координати пункту M , який є вихідним для шуканих координат точки K , з похибкою m_M не більшою ніж $m_K/2$, тобто

$$m_K \leq \frac{m_T}{2}; m_M = \frac{m_K}{2} = \frac{m_T}{4}.$$

Прийнявши $m_M = m_N$, для визначення середньої квадратичної похибки m_S довжини сторони $s = MN$ між суміжними пунктами державної геодезичної мережі, маємо

$$m_S = m_M \sqrt{2} \leq \frac{m_T \sqrt{2}}{4} = \frac{m \cdot M}{4}.$$

За цією формулою при $m = 0,2$ мотримаємо

M	10 000	5000	2000	1000
$m_S, \text{ м}$	0,50	0,25	0,10	0,05

2.3 Методи побудови державної геодезичної мережі

Основними методами визначення планового положення пунктів геодезичної мережі на поверхні Землі є методи *тріангуляції*, *трилатерації* і *полігонометрії*. Висотна мережа реперів створюється методом *геометричного нівелювання*.

Тріангуляція (від лат. *triangulum* – трикутник) це побудовані на місцевості системи трикутників, що примикають один до одного. Вершини трикутників є *пунктами тріангуляції*. В трикутниках вимірюють всі кути і довжину хоча б однієї сторони, яка називається *базисом* або *базисною стороною* (рис. 2.3, *I – II*). Системи трикутників будують у вигляді рядів, системи рядів або суцільної мережі трикутників. Вирішуючи послідовно трикутники від початкової безпосередньо вимірюваної сторони *I – II*, знаходять всі сторони системи трикутників.

В основі методу тріангуляції лежить вирішення трикутників за стороною і двома кутами з використанням теореми синусів. У ряді або в мережі трикутників тріангуляції кожен наступний трикутник пов'язаний з попереднім спільною стороною. Кути $A_1, B_1, A_2, B_2, \dots, A_n, B_n$ – *зв'язуючі кути*, що лежать проти сторін $b, a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ і беруть участь у визначенні кожної з цих сторін за попередньою. Ці сторони також називаються *зв'язуючими*.

Кути $C_1, C_2, C_3, \dots, C_n$ і протилежні їм сторони $c_1, c_2, c_3, \dots, c_n$ є протилежними кутами і сторонами ряду (або мережі) трикутників.

Зв'язуючу сторону першого трикутника за довжиною базису і кутами A_1, B_1 обчислюють за відомою формулою

$$a_1 = b \frac{\sin A_1}{\sin B_1}.$$

Отже, сторону n -го трикутника a_n можна отримати за формулою

$$a_n = b \frac{\sin A_1 \cdot \sin A_2 \cdot \dots \sin A_n}{\sin B_1 \cdot \sin B_2 \cdot \dots \sin B_n}.$$

Дирекційні кути в тріангуляційному ряді можна послідовно обчислювати через різні пункти або, інакше кажучи, за різною *ходовою лінією*. Якщо на рис. 2.3 ходову лінію (показана штрихами) вибрати через вершини трикутників I, II, III, IV і так далі, то дирекційні кути сторін дорівнюватимуть

$$\alpha_{I,II} = \alpha_0;$$

$$\alpha_{II,III} = \alpha_0 + 180^\circ - C_1;$$

$$\alpha_{III,IV} = \alpha_0 \pm 180^\circ - C_1 \pm 180^\circ - C_2 \text{ і т. д.}$$

Таким чином, рішення послідовно трикутники тріангуляції, знаходять довжини всіх сторін, їх дирекційні кути (азимуту), а потім і координати всіх пунктів. Координати початкового пункту визначають за вимірами в мережі вищого розряду. Далі координати пунктів тріангуляційного ряду або мережі отримують шляхом послідовного вирішення прямих геодезичних задач, починаючи з початкового пункту і по ходовій лінії.

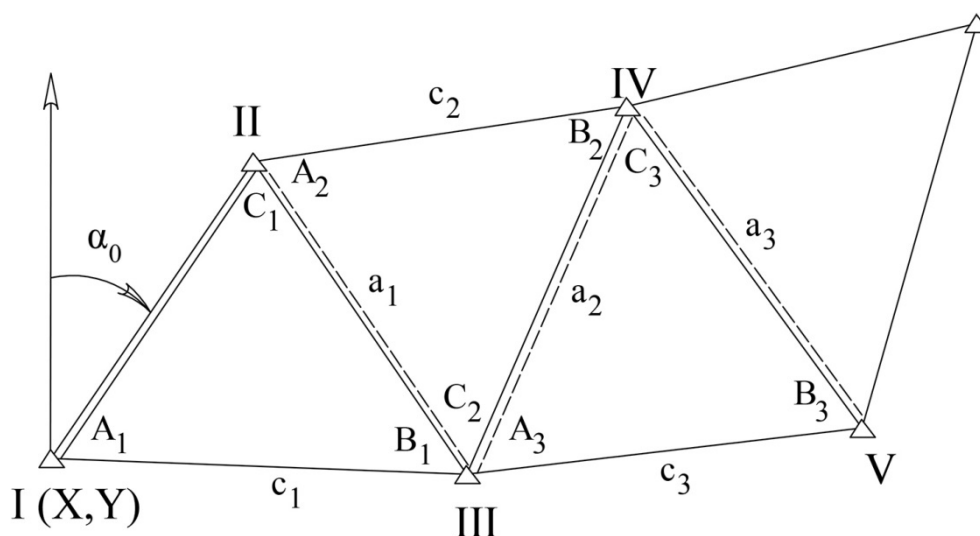


Рисунок 2.3 – Схема тріангуляції

Трилатерація (від лат. *trilaterus* – тристоронній) це метод побудови планової геодезичної мережі у вигляді трикутників, що примикають один до одного, в яких вимірюють довжини всіх сторін. І з вирішення трикутників знаходять їх кути, а потім обчислюють координати всіх вершин трикутників.

Таким чином, знову визначають всі елементи зображеної на рис. 2.3 системи трикутників. Кути у трикутнику трилатерації можна обчислювати за формулами тангенсів половинних кутів, тобто

$$\operatorname{tg} \frac{A}{2} = \sqrt{\frac{(p-b) \cdot (p-c)}{p \cdot (p-a)}},$$

де $p = \frac{a+b+c}{2}$, або за теоремою косинусів

$$\cos A = \frac{(c^2 + b^2 - a^2)}{2bc}.$$

Недоліком методу трилатерації є відсутність надійного польового контролю вимірів.

Полігонометрія (від грецького *poligonos* – багатокутний) це метод побудови геодезичної мережі у вигляді системи замкнутих або розімкнених ламаних ліній, в яких безпосередньо вимірюють всі елементи: кути повороту β і довжини сторін d (рис. 2.4).

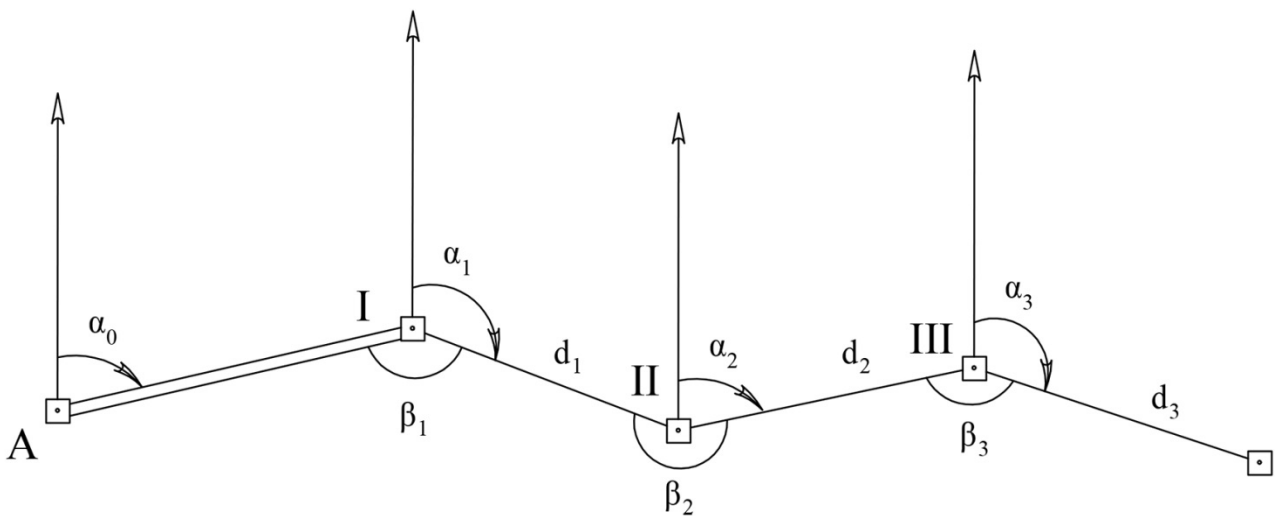


Рисунок 2.4 – Хід полігонометрії

Кути в полігонометрії вимірюють точними теодолітами, а сторони – мірними дротами або світловіддалемірами. Ходи, в яких сторони вимірюють сталевими землемірними стрічками, а кути – теодолітами технічної точності 30" або 1', називаються *теодолітними ходами*. Теодолітні ходи застосовують при створенні знімальних геодезичних мереж, а також в інженерно-геодезичних і знімальних роботах. У методі полігонометрії всі елементи побудови вимірюються безпосередньо, а дирекційні кути α і координати вершин кутів повороту визначають так як і в методі триангуляції. Позначимо α_0 –

дирекційний кут вихідної сторони $A - I$; $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots \beta_n$ – виміряні праві кути, тоді

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= \alpha_0 \pm 180^\circ - \beta_1; \\ \alpha_2 &= \alpha_1 \pm 180^\circ - \beta_2 = \alpha_0 \pm 180^\circ - \beta_1; \\ \alpha_3 &= \alpha_2 \pm 180^\circ - \beta_3 = \alpha_0 - \beta_1 \pm 180^\circ - \beta_2 \pm 180^\circ - \beta_3.\end{aligned}$$

Координати пунктів полігонометрії отримують з послідовного вирішення прямих геодезичних задач.

Можлива побудова геодезичних мереж комбінуванням трьох перерахованих методів.

3 Проектування геодезичних мереж

3.1 Етапи створення державної геодезичної мережі

Створення державної геодезичної мережі передбачає декілька етапів.

1. **Геодезичне обстеження**, в процесі якого збирають дані про гідрографію, дорожню мережу, клімат, ґрунти, рослинність, витрати на транспортування і робочу силу, можливість їх найму в районні робіт і т.д. Геодезичне обстеження необхідне в маловивчених і важкодоступних районах (у вивчених районах обстеження можна не проводити).

2. **Складання проекту геодезичної мережі**. Зазвичай проект складають на карті масштабу 1:100000, детальне розроблення виконують на картах більш крупного масштабу і на аерофотознімках. Використовують матеріали геодезичного обстеження та географічного опису. При складанні проекту намагаються досягти найкращої форми фігур, рівномірної щільності мережі, мінімальних висот знаків, досягнення точності при найменших витратах праці і ресурсів.

3. **Рекогностування пунктів геодезичної мережі**. Мета рекогностування – уточнення проекту. В результаті рекогностування визначають: місцеположення пунктів і базисних сторін, остаточні висоти знаків, що забезпечують видимість за всіма запроектованими напрямками, місця встановлення орієнтирних пнктів. За необхідності коректують схему мережі, приводячи її у відповідність із рельєфом місцевості.

4. **Побудова знаків, закладання центрів**. Готують будівельні матеріали, перевозять їх на місце побудови, виконують будівництво знаків, закладання центрів.

5. Вимірювання базисних сторін виконують в мережах 1 і 2 класів світловіддалемірами і радіовіддалемірами.

6. Вимірювання горизонтальних кутів і відстаней між пунктами.

7. Визначення висот пунктів методом геометричного і тригонометричного нівелювання.

8. Камеральна обробка матеріалів – включає попередню обробку матеріалів польових робіт і визначення робочих координат, які за точністю задовольняють топографічні знімання; зрівнювання геодезичної мережі, оцінку точності зрівняних елементів мережі, складання каталогу висот і координат пунктів, складання технічного звіту.

3.2 Проектування геодезичних мереж

Геодезичні мережі створюють за технічними проектами. До цього вивчають технічне завдання на проектування і додаткові вимоги; вивчають район робіт в топографо-геодезичному, картографічному, фізико-географічному, економічному, гідрографічному сенсі, збирають відомості про дорожню мережу, будівельні матеріали для побудови знаків, про можливість оренди транспорту і наймання робітників. Для цього використовують звіти про раніше виконані геодезичні і топографічні роботи на даному об'єкті, топографічні і спеціальні карти, книги і т.п. Для більш детального обстеження слабо заселених районів туди виїждять спеціалісти для вивчення району робіт, після чого дають рекомендації про розміщення баз експедицій.

Вибирають метод побудови геодезичної мережі (тріангуляція, полігонометрія, трилатерація або їх поєднання, супутникові технології), який при забезпеченні необхідної точності є найбільш економічним. Розглядають варіанти, які передбачають знаки малої висоти, вибирають конструкції геодезичних знаків і центрів, обґрунтовують глибину їх закладання, визначають довжини сторін мережі, обирають місцеположення базисних сторін.

Проектування виконують на картах масштабу 1:100 000 і крупніше. Оглядові схеми великих територій складають на картах масштабу 1:300 000 – 1:500 000. Карти роблять більш наочними, для цього посилюють синім кольором гідрографічну мережу, коричневим – водорозділи: головні – між великими річками, 2-го порядку – між їх притоками, 3-го порядку – між водорозділами 2-го порядку (в середньому відстань між водорозділами 2-го порядку – 20-40 км, 3-го – 6-15 км). Спочатку на карти наносять існуючі геодезичні пункти. Потім проектують пункти 1 класу на командних висотах головних водорозділів і водорозділах 2-го порядку, пункти 2-го класу – на

висотах водорозділів 2 і 3 порядку, 3 і 4 класів – до встановленої норми щільності.

У важкодоступних районах норма щільності знижується у 1,5 рази. У містах з населенням не менше 100 000 і площею не менше 50 км² повинен бути один пункт на кожні 5-15 км². Проектування виконують окремо за класами: 1, 2 класи – на картах масштабу 1:100 000; 3, 4 – 1:25 000, для детального опрацювання окремих районів використовують карти більш крупного масштабу та аерофотознімки.

У ланках тріангуляції і полігонометрії 1 класу, в яких налічується більше 20 трикутників або 10 сторін в середині ланки проектують базисну сторну, на її кінцях встановлюють пункти Лапласа.

***Пунктом Лапласа** називають астрономо-геодезичний пункт, на якому широта, довгота і азимут на об'єкт земної поверхні визначені як із астрономічних спостережень, так і за геодезичними вимірюваннями, які віднесені до системи координат, пов'язаної із земним еліпсоїдом. Між геодезичним і астрономічним азимутами, широтою і довготою існує зв'язок, який називають **рівнянням Лапласа**.*

Потім проектують мережі 2, 3 і 4 класів. Мережі 3 класу проектують у вигляді системи трикутників (від 1 до 10 пунктів), пов'язаних зі сторонами 2 класу. Мережі 4 класу проектують для створення основи топографічного знімання масштабу 1:5000 і крупніше.

Після розробки схеми геодезичної мережі виконують оцінку точності окремих її елементів і з'ясовують її відповідність існуючим вимогам. Для послаблення впливу навколишнього середовища візирні промені над перешкодами в мережах 1 класу повинні бути не нижчими за 4 метри в південних і степових районах і не меншими за 2 метри в інших районах. В мережах 2 – 4 класу необхідно забезпечити видимість вздовж лінії вимірювальний прилад – візирна ціль.

Розрахунок висот геодезичних знаків на стадії проектування виконують за топографічними картами масштабу 1:100 000 (1 – 2 класу) і більш крупного масштабу. Витрати на зведення геодезичних знаків у середньому складають 50-60% всіх витрат на створення мережі, тому необхідно приділяти більшу увагу вибору місць побудови знаків, які забезпечують їх найменшу висоту.

Важливе значення має надійна прив'язка мереж більш низького класу до мереж більш високого класу.

До технічного проекту додають пояснювальну записку, в якій дають техніко-економічне обґрунтування за всіма аспектами.

3.3 Закріплення пунктів геодезичних мереж

Геодезичні пункти необхідні для виконання топографічних зйомок, оновлення карт і планів, при вишукуванні споруд, корисних копалин тощо, розробці генеральних планів, зведенні і розмічуванні споруд. Тому пункти державних геодезичних мереж і мереж згущення (планових і висотних) повинні бути надійно закріплені для тривалого зберігання. Геодезичні пункти закріплюють ґрунтовими та стіновими знаками *постійного*, а для знімальних мереж – *тимчасового*, типу.

Пункти триангуляції, трилатерації і полігонометрії закріплюють на місцевості закладанням у землю спеціальних знаків. Залежно від кліматичних умов і фізичних властивостей ґрунту конструкції знаків бувають різними. Зокрема, знак, що закладається на пунктах триангуляції усіх класів при глибині промерзання ґрунту до 1,5 м, являє собою бетонний пілон із закладеними в нього чавунними марками (рис. 3.1).

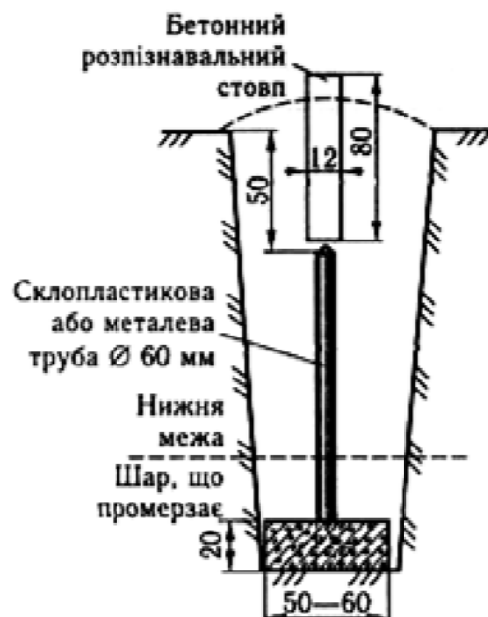


Рисунок 3.1 – Ґрунтовий фундаментальний репер

Закріплення осей споруд виконують бетонними центрами, дерев'яними стовпами, трубами, обрізками залізничних рейок і т. ін. Для спостереження над центрами закріплених пунктів планових державних геодезичних мереж встановлюють зовнішні знаки у вигляді турів, пірамід, простих і складних сигналів (рис. 3.2).

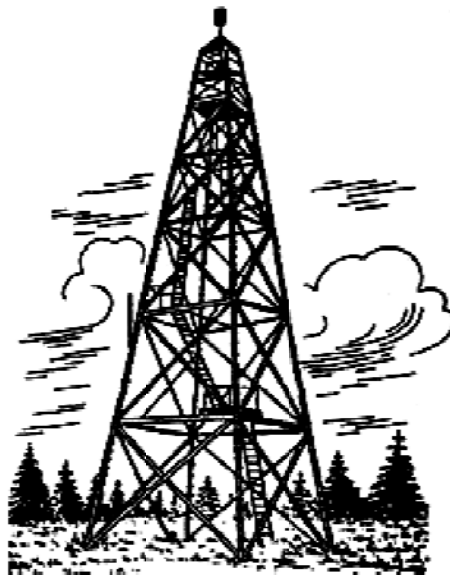


Рисунок 3.2 – Проста піраміда

Піраміда (сигнали) зверху мають візирні циліндри, які спостерігають у трубу теодоліта під час вимірювання кутів у трикутниках. Візирні циліндри мають знаходитися на вертикальних лініях, що проходять через центри тріангуляційних знаків, закладених у землі.

Проста піраміда (рис. 3.2) за висотою не перевищує 10 м. Теодоліт при вимірюваннях кутів на пірамідах установлюють на штативі над тріангуляційним центром.

Точки нівелірних ходів усіх класів закріплюють на місцевості реперами і марками різних конструкцій для забезпечення їх зберігання на тривалий час.

Настінні знаки постійного типу закладають у капітальні будинки і споруди з надійними фундаментами, в яких завершився період осідання (рис. 3.3).

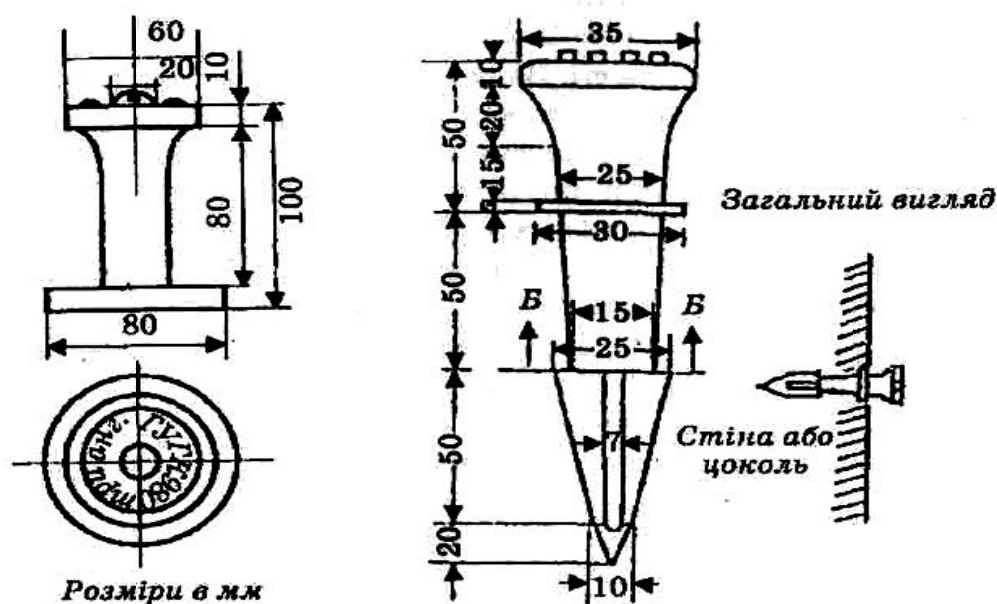


Рисунок 3.3 – Настінний репер

Планові та висотні пункти закріплюють скельними реперами за наявності надійних і зручних місць на скелях.

Точки знімальної основи закріплюють тимчасово, на період виконання робіт, за допомогою дерев'яних кілків, обрізками арматури, металевих труб тощо завдовжки 30 – 40 см. На забудованих територіях використовують забиті в асфальт залізничні костилі, цвяхи і т. ін.

4 Високоточні кутові вимірювання

4.1 Умови експлуатації високоточних теодолітів та вимоги до них

Якість і успіх кутових спостережень залежить від стану приладів. Оптичні високоточні теодоліти являють собою складні конструкції, які складаються з великої кількості оптичних і механічних деталей. Порушення взаємного зв'язку між деталями може привести прилад в неробочий стан або знизити точність, а виправити прилад в польових умовах (осьову і оптичну системи) неможливо.

Перевезення оптичних теодолітів. Оптичні теодоліти, як і всі інші високоточні прилади, переносять або перевозять обов'язково під наглядом спеціально призначеної і навченої особи (спостерігача або помічника спостерігача). Якщо теодоліт знаходиться у футлярі, то він повинен бути встановлений основою донизу, якщо в ящику – ручкою догори.

При перевезенні приладів на автомобілях необхідно на дно постелити товстий шар соломи, сіна, стружок, м'яких речей. На нерівних дорогах при невеликих переїздах робітники повинні тримати прилад на руках, а якщо дорога дуже погана – необхідно знімати його з транспорту і переносити на руках.

Піднімання теодолітів на сигнал. Піднімання оптичних теодолітів на сигнали повинно виконуватися під безпосереднім керівництвом спостерігача. Піднімання виконують з підвітряної сторони знака двома малими шарикопідшипниковими блоками і капроною мотузкою. Один блок повинен бути надійно прив'язаний до основного стовпа знака вище перил площадки для спостережень. Другий блок – до приладу, який піднімають. Один кінець мотузки прив'язують до приладу, другий, продітий раніше через нерухомий блок і скинутий униз, продівають через рухомий блок, прив'язаний до приладу. Щоб запобігти падіння приладу, для страховки до нього прив'язують ще другу мотузку, яку при підйомі повільно вибирає спотсерігач, який приймає прилад

наверху. При цьому слід зробити все, щоб запобігти від ударів приладу у виступаючі частини сигналу. Довжина підйомної мотузки повинна бути на 8 -10 м більше подвійної висоти знака.

Спуск теодоліта з сигналу. Спуск виконують з підвітреної сторони знака двома блоками під безпосереднім керівництвом спостерігача. Один блок (нерухомий) прив'язують до основного стовпа вище перил площадки для спостереження, другий рухомий – до приладу. Кінець мотузки, який знаходиться на площадці спостерігача, спершу продівають через рухомий блок, а потім через нерухомий блок і, продівавши, прив'язують до приладу. Останній обережно переносять через перила і починають спуск, поступово відпускаючи мотузку донизу. Для страховки приладу до нього прив'язують другу мотузку, яку поступово відпускає спостерігач, який знаходиться на площадці спостереження.

Умови експлуатації, правила користування. На час невеликих перерв прилад можна не упаковувати в футляр або ящик, а залишати його на столику знака або на штативі. Але в цьому випадку необхідно покривати його чохлам з м'якої матерії. Якщо прилад знаходиться на сигналі при тривалих перервах в спостереженнях, а також на ніч, то необхідно обов'язково покласти його у футляр (ящик), покрити брезентом і прив'язати до столика сигналу мотузкою. Підіймальні і мікрометричні гвинти слід постійно тримати на середині їх ходу. Ні в якому разі не слід працювати ними, якщо вони стоять на останніх витках.

Центрувальна плита на столику сигналу і голівка штатива перед встановленням на них теодоліта повинні максимально наближатися до горизонтального положення. Це скорочує зайві обертання підіймальних гвинтів.

Закріпні гвинти алідади і труби необхідно закручувати тільки злегка, щоб відчувати охоплення гвинта. Дуже сильне затискування викликає шкідливі напруги в металі, гнуття осей. Особливо обережно слід діяти юстувальними гвинтами. Їх необхідно берегти від зношення. Зношені гвинти погано тримають юстування. Не слід часто проводити юстування приладу. Робити це слід тільки у випадках прямої необхідності. Рухомі частини теодолітів необхідно переміщати плавно, без поштовхів.

Пил і жирні плями забруднюють лінзи. До лінз ні в якому разі не можна торкатися пальцями. Зовнішню їх поверхню можна протирати чистою білою ганчіркою із льону або тонкого полотна. Можна протирати ватою, змоченою спиртом. Волога шкідливо діє як на скляні, так і на металічні частини приладу. Краплі води можуть утворювати на поверхні скла прозорі або непрозорі плями.

На металічних частинах волога може викликати окислення. Тому, коли починається дощ, прилад необхідно покласти у футляр або надійно закрити чохлом, парасолькою, плащем, брезентом. При внесенні теодоліту з холоду в тепле приміщення або з теплого приміщення на холод необхідно залишати його закритим у футлярі (ящику) 3-4 години. Ні в якому разі не слід ставити футляр з приладом поблизу нагрівальних приладів. В холодний час в перервах між спостереженнями не рекомендується вносити прилад в тепле приміщення, а зберігати його в неопалюваному приміщенні або на відкритому повітрі.

4.2 Джерела похибок при високоточних кутових вимірюваннях

Особисті похибки. При візуальному методі високоточних кутових вимірів в тріангуляції особисті похибки систематичного характеру виникають, головним чином, із-за помилкової оцінки положення осі симетрії предметних цілей (візирних циліндрів, штрихів лімба і т.д.). При спостереженнях на світлові цілі різної яскравості вплив особистих похибок на виміряний кут може досягати 1,5" і більше. Такі похибки можуть бути значно зменшені шляхом вирівнювання яскравості цілей за всіма напрямкам спостереження або шляхом використання окулярної поворотної призми.

Для послаблення впливу похибок, які виникають із-за різного освітлення штрихів лімба у високоточних кутомірних приладах використовують електричне освітлення кругів.

Приладові похибки. При вимірюванні горизонтальних кутів в тріангуляції беруть до уваги те, що вертикальна вісь приладу співпадає з напрямком прямовисної лінії в даній точці, лімб і вісь обертання труби перпендикулярні до вертикальної осі обертання теодоліта, візирна вісь труби лежить в площині вертикального круга приладу і вісь обертання аліади проходить через центр лімба, а центр лімба співпадає з центром кільця поділок на ньому. Відхилення від цієї геометричної схеми приладу породжують відповідні похибки. В цю групу приладових похибок входять похибки, які виникають внаслідок:

- неперпендикулярності візирної осі обертання труби (колімаційна похибка);
- нахилу горизонтальної осі обертання труби;
- нахилу вертикальної осі обертання приладу;
- нахилу (негоризонтальності) площини лімба;
- ексцентриситету аліади;
- ексцентриситету лімба.

Розглянемо вплив цих похибок на результати кутових вимірів.

Колімаційна похибка. Під колімаційною похибкою зорової труби розуміють малий кут C , утворений візирною віссю труби з площиною вертикального круга приладу. Вплив колімаційної похибки на кут між точками A і B , виміряний при одному положенні труби, виражається формулами:

$$N_B - N_A = КП_B - КП_A + C \left(\frac{1}{\sin Z_B} - \frac{1}{\sin Z_A} \right);$$

$$N_B - N_A = КЛ_B - КЛ_A + C \left(\frac{1}{\sin Z_B} - \frac{1}{\sin Z_A} \right),$$

де N – істинне значення напрямку;

КП і КЛ – виміряні значення напрямків;

Z – зенітна відстань візирної цілі.

З приведених формул видно, що значення напрямків і кутів, які отримані як середнє із результатів їх вимірів при двох положеннях труби (КП і КЛ), вільне від впливу колімаційної похибки.

При вимірюванні напрямків тільки при одному положенні труби (тільки при КП або тільки при КЛ) в кут увійде похибка C , яка дорівнює

$$|\Delta C| = C \left(\frac{1}{\sin Z_B} - \frac{1}{\sin Z_A} \right).$$

При $Z_A = Z_B$ величина $C = 0$. При $Z_A - Z_B = 90 \pm 20$, як це іноді має місце в триангуляції, і при $2C = 20''$ максимальний залишковий вплив колімаційної похибки на кут, виміряний при одному положенні труби, складає біля $0,01''$.

Значення колімаційної похибки C обчислюють за формулою

$$C = \frac{КЛ - КП}{2} \sin Z.$$

При $Z = 90^\circ$ отримаємо $2C = КЛ - КП$. Значення подвійної величини колімаційної похибки не повинно перевищувати $20''$.

Нахил горизонтальної осі обертання. При нахилі вертикальної осі приладу або від нерівності підставок труби, включаючи і нерівність діаметрів цапф виникає нахил горизонтальної осі обертання.

Нехай, нахил горизонтальної осі на кут i обумовлений тільки нерівністю підставок труби, включаючи і нерівність діаметрів цапф, а вплив інших похибок дорівнює нулю. Вплив нахилу горизонтальної осі обертання труби на напрямок, виміряний при одному положенні труби, виражається формулами

$$N = КП + \frac{i}{tg Z};$$

$$N \pm 180^\circ = \text{КЛ} - \frac{i}{\text{tg}Z}.$$

де Z – зенітна відстань цілі.

Вплив нахилу осі труби на кут між точками А і В, виміряний також при одному положенні труби, виражається формулами

$$N_B - N_A = \text{КП}_B - \text{КП}_A + i \left(\frac{1}{\text{tg}Z_B} - \frac{1}{\text{tg}Z_A} \right);$$

$$N_B - N_A = \text{КЛ}_B - \text{КЛ}_A + i \left(\frac{1}{\text{tg}Z_B} - \frac{1}{\text{tg}Z_A} \right).$$

З приведених формул видно, що значення кута, отримане як середнє із результатів вимірів при двох положеннях труби (КП і КЛ), вільне від впливу нахилу осі труби. При вимірюванні напрямків тільки при одному положенні труби в кут увійде похибка $|\Delta_i|$, яка дорівнює

$$|\Delta_i| = i \left(\frac{1}{\text{tg}Z_B} - \frac{1}{\text{tg}Z_A} \right)$$

При $Z_A = Z_B$ $|\Delta_i| = 0$; при $i = 5''$ і $Z_B = 92^\circ$; $Z_A = 88^\circ$, як це іноді має місце в триангуляції, $|\Delta_i| = 0,35''$. Тому вимірювання при нахиленій лінії візування необхідно проводити обережно і так, щоб при даній установці приладу одна половина вимірів була виконана при одному положенні труби, а друга – неодмінно при другому положенні.

Нахил вертикальної осі приладу на малий кут t відносно прямовисної лінії в даній точці викликає нахил осі обертання труби на малий кут q . Вплив нахилу q на напрямок, виміряний при одному положенні труби (КП або КЛ), виражається формулами

$$N = \text{КП} + \frac{q}{\text{tg}Z};$$

$$N \pm 180^\circ = \text{КЛ} + \frac{q}{\text{tg}Z},$$

а вплив її на кут, виміряний поміж точками А і В при одному положенні труби, виражається формулами

$$N_B - N_A = \text{КП}_B - \text{КП}_A + \frac{q}{\text{tg}Z_B} - \frac{q}{\text{tg}Z_A};$$

$$N_B - N_A = \text{КЛ}_B - \text{КЛ}_A + \frac{q}{\text{tg}Z_B} - \frac{q}{\text{tg}Z_A}.$$

Вплив нахилу q на кут, отриманий як середнє із спостережень при двох положеннях труби, буде дорівнювати

$$N_B - N_A = \frac{КП_B - КЛ_B}{2} - \frac{КП_A - КЛ_A}{2} + \frac{q}{tgZ_B} - \frac{q}{tgZ_A}.$$

Тобто, вплив нахилу q осі обертання труби, що є наслідком нахилу вертикальної осі приладу, не виключається із результатів вимірів. При $q_{\max} = 5''$, як є допустимим в триангуляції 1-2 класів, і $Z = 90^\circ \pm 2^\circ$ значення величини q/tgZ дорівнює $0,17''$. При неблагоприємному збігу обставин, наприклад, при $Z_A = Z_B$ або при інших співвідношеннях цих величин, вплив нахилу вертикальної осі на виміряний кут може бути в два рази більше вказаної величини. Тому при повіреному теодоліті, коли нахил вертикальної осі становить біля $q = 5''$, його впливом на виміряний кут можна нехтувати тільки в тому випадку, якщо зенітні відстані цілей відхиляються від 90° не більше ніж на 1° . В інших випадках, при $Z = 90^\circ \pm 1^\circ$ і більше, у виміряні напрямки слід вводити відповідні поправки за нахил вертикальної осі приладу. Це стосується, в особливості, робіт в гірських районах і великих містах, де коливання зенітних віддалей можуть бути значними.

Поправку Δ в напрямок за нахил вертикальної осі приладу обчислюють за формулою

$$\Delta = \frac{l}{tgZ},$$

де $l = q + t$ – загальний нахил горизонтальної осі обертання труби, обумовлений сумісним впливом нахилу вертикальної осі приладу, нерівністю підставок труби, що викликає додатковий нахил осі труби.

Загальний нахил осі труби при наведенні її на даний напрямок визначають за допомогою рівня (накладного або при алідаді) і обчислюють за формулою

$$l = b \frac{\tau}{2},$$

де b – нахил осі, представлений у напівподілках рівня;

τ – ціна напівподілки рівня.

Нахил осі b , визначений за допомогою рівня, на якому позначення поділок зростають від одного кінця ампули до другого, обчислюють за формулою

$$b = M - (Л_1 + П_1),$$

де значення M (місце нуля пункта рівня, представлене в напівподілках) обчислюють за формулою:

$$M = \frac{(L_1 + P_1) + (L_2 + P_2)}{2},$$

де L_1, P_1 – відліки за рівнем, коли нуль ампули знаходиться ліворуч від напрямку: прилад – пункт;

L_2, P_2 – відліки, коли нуль – праворуч (після перевodu труби через зеніт або після перекладки накладного рівня на горизонтальній осі).

Ексцентриситет лімба при визначенні середнього відліку за діаметрально протилежним штрихам круга практично ніякого впливу на виміряний напрямок не має, однак, при виготовленні приладу він повинен бути доведений до мінімуму. Похибки поділок лімба підрозділяють на випадкові і систематичні. При сучасному розвитку техніки випадкові похибки штрихів лімба зазвичай у декілька разів менші систематичних. У сучасних теодолітах систематичні похибки складають 0,10 - 0,15 ".

Вплив похибок візування і відліку на виміряний кут зменшується багаторазовими спостереженнями, а також відповідними методами вимірювання .

4.3 Сприятливий час для вимірювання кутів

Найсприятливіший для спостережень вважається час, коли вплив рефракції мінімальний; зображення предметів спокійне або злегка коливається; видимість цілей добра або задовільна.

Прослідкуємо за змінами, які відбуваються на протязі літнього сонячного дня в положенні і яскравості зображення предмету. Уявімо, що на протязі дня ми весь час спостерігали в теодоліт достатньо віддалений земний предмет.

Після сходу сонця ґрунт починає інтенсивно прогріватися. Земна поверхня віддає тепло примикаючому до неї шару атмосфери. Нагріте повітря підіймається догори, холодне опускається донизу. Завдяки сильним конвекційним потокам повітря, зображення предмета, яке в трубі теодоліта, сильно коливається, розпливчате, нечітке. Шари повітря в цей час мають максимально різну щільність, що викликає максимальну вертикальну рефракцію. В наступні 0,5 - 1,5 години після сходу сонця зображення стає все більш чітким і спокійним, але безперервно і досить швидко підвищується в трубі (в дійсності, положення зображення предмета, яке спостерігається трубою, знижується). Ще через 0,5 - 1,5 години зображення стає спокійним, майже нерухомим за азимутом, виразним і чітким, але воно продовжує, хоч і не так інтенсивно, безперервно підвищуватися в трубі. Такий період триває 1-2 год. Період ранкових спокійних зображень зручний для спостережень

горизонтальних кутів. Трубу за азимутом можна наводити на предмет досить точно. Після цього періоду зображення починає коливатись за азимутом, але поступово уповільнюється хід зображення по висоті. Чим ближче до 12 години дня, тим більше збільшується коливання за азимутом і тим менше хід зображення за висотою. До дев'ятої години коливання за азимутом стають значними і візування вертикальними нитками стає неможливим. Але температура і щільність в приземних шарах атмосфери до цього часу вирівнюються, дія вертикальної рефракції стає мінімальною і більш або менш постійною. Починаються години, сприятливі для вимірювання зенітних відстаней. Але чим ближче до 12:00 години дня, тим більше погіршується видимість і зростають коливання. Наведення горизонтальної нитки на візирні цілі стає невпевненим або просто неможливим.

Починаючи з 14 години, коливання за азимутом починають затихати, покращується видимість, зображення стає все більше спокійними і чіткими. З 16 години починається період спокійних зображень, який закінчується за 0,5 години до заходу сонця. В цей період зображення чітке і нерухоме за азимутом.

О 18 годині земна поверхня починає охолоджуватись. Збільшується щільність нижніх шарів атмосфери. Зростає дія вертикальної рефракції. Зображення в полі зору труби спочатку повільно, а потім все швидше починає опускатись. За 0,5 години до заходу сонця знову спостерігаються коливання зображення (дещо більш слабкі, ніж вранці). Зображення знову стають нерізкими, розпливчатими.

В похмуру погоду вигляд і положення зображення предмета на протязі дня залишаються такими ж, але саме переміщення за висотою і коливання за азимутом буває значно меншим. Періоди спокійних зображень збільшуються.

Таким чином, найсприятливішим часом для вимірювання горизонтальних кутів є ранішні часи, які починаються через півгодини після сходу сонця до 8 - 9 години, і вечірні з 16 години, які закінчуються за півгодини до заходу сонця; для зенітних відстаней з 8 до 18 години в періоди достатньо чітких зображень візирних цілей.

5 Нівелювання III класу

5.1 Методика нівелювання III класу

Нівелювання III класу виконують нівелірами зі збільшенням зорової труби не менше 24^{\times} , з ціною поділки контактного рівня не більше $30''$ на 2 мм , або нівелірами з компенсатором, чи лазерними нівелірами.

Перед виконанням робіт прилади досліджують та перевіряють з метою встановлення їх придатності для нівелювання визначеної точності.

Нівелювання III класу виконують за допомогою шашкових або штрихових рейок, випадкові похибки дециметрових інтервалів яких не повинні перевищувати ± 0.5 мм. На чорних сторонах рейок нулі співпадають з п'ятками. На червоних сторонах з п'ятками співпадають відліки більше **40 дециметрів**, які відрізняються в парі рейок на **1 дециметр** (на одній рейці **4685 мм**, на другій – **4785 мм**).

Нівелювання III класу виконують в прямому і зворотному напрямках. Перехід від нівелювання в прямому напрямку до нівелювання в зворотному напрямку виконують тільки на постійних знаках.

Нормальна довжина променя візування – **75 метрів**. При відсутності коливань зображення рейок і збільшенні зорової труби не менше **35^X** довжину візирного променя можна збільшити до **100 м**. Відстань від нівеліра до рейок вимірюють мірною стрічкою. Різниця відстаней на станції не повинна перевищувати **2 м**. Висота променя візування над підстильною поверхнею повинна бути не меншою ніж **0.3 м**.

Нівелювання III класу виконують при чітких і спокійних зображеннях рейок. У сонячні дні не слід виконувати нівелювання в часи, близькі до сходу та заходу сонця. На станції прилад захищають від сонячних променів за допомогою парасольки.

З метою контролю результатів нівелювання дотримуються певного чергування рейок на сполучних точках: задня, передня, передня, задня і т.д. (рис. 5.1). В результаті такого чергування перевищення, виміряні за червоними шкалами рейок, будуть по черзі більшими і меншими за перевищення, виміряні за чорними шкалами, на **100 мм**.

Рейки встановлюють по рівню на костилі або башмаки. На ділянках з рихлим ґрунтом рейки встановлюють на міцно забиті дерев'яні кілки діаметром **10 см** і довжиною не менше **40 см**. У верхній торець кілка забивають гвіздок із заокругленою голівкою.

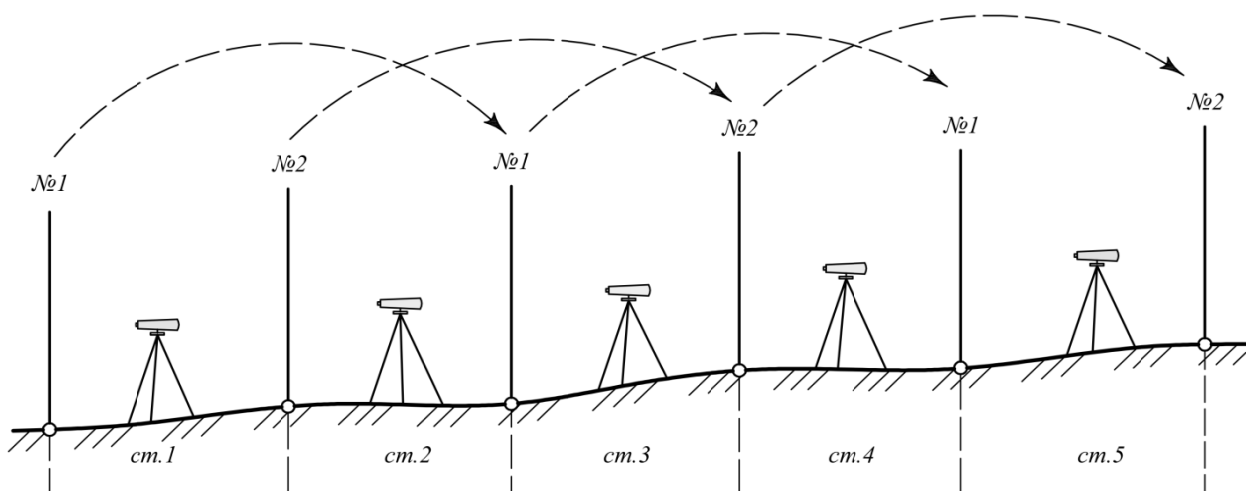


Рисунок 5.1 – Порядок чергування рейок на сполучних точках

На заболочених ділянках рекомендується застосовувати нівеліри з компенсатором і під ніжки штатива забивати дерев'яні кілки. При перервах у нівелюванні спостереження закінчують на постійному знаку.

5.2 Порядок спостережень на станції нівелювання III класу

Спостереження на станції нівелювання III класу виконують в наступній послідовності (рис. 5.2).

1. Відліки за чорною шкалою задньої рейки по середній і двом віддалемірним ниткам.
2. Відліки за чорною шкалою передньої рейки по середній і двом віддалемірним ниткам.
3. Відлік за червоною шкалою передньої рейки по середній нитці.
4. Відлік за червоною шкалою задньої рейки по середній нитці.

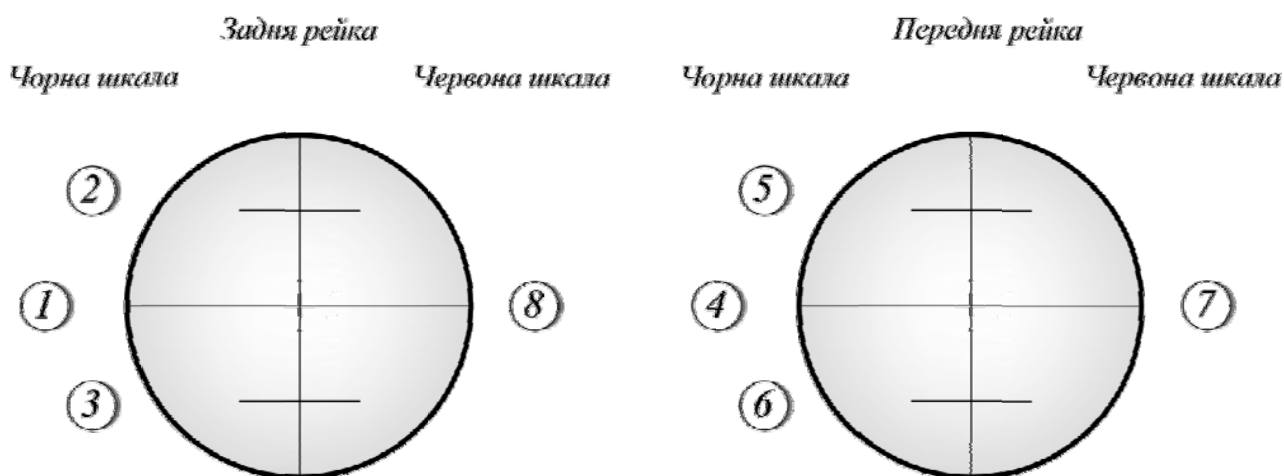


Рисунок 5.2 – Порядок відліків по рейках на станції нівелювання III класу

Отримані відліки записують до журналу встановленої форми (табл. 5.1). Відліки по середнім ниткам (1) і (4) за чорними шкалами обох рейок на кожній станції не повинні бути меншими ніж **0300 мм**.

Контроль на станції.

1. Обчислюють відстань від приладу до рейок за відліками по віддалемірним ниткам:

$(3) - (2) = (9)$ – відстань в віддалемірних одиницях до задньої рейки;

$(6) - (5) = (10)$ – відстань в віддалемірних одиницях до передньої рейки;

2. Обчислюють різницю віддалемірних відстаней:

$$(9) - (10) = (13).$$

Отриманий результат (13) є нерівністю плечей, яка не повинна перевищувати **2 м**, тобто **20** віддалемірних одиниць.

3. Обчислюють контрольні перевищення:

$$(11) = (2) - (5); \quad (12) = (3) - (6).$$

Різниця $(12) - (11)$ також є нерівністю плечей на станції, і відповідно повинна дорівнювати різниці $(9) - (10)$.

На першій станції (табл. 5.1) різниця плечей дорівнює **-5**. Її записують в колонку 4 перед дробовою рисою, тобто в чисельнику. На початку нівелірного ходу отримане число **-5** записують ще раз в знаменнику (13). Знаменник дробу (13) простежує накопичення нерівностей плечей по секції. На другій станції в знаменнику дробу (13) записують результат, отриманий за рахунок накопичення нерівностей плечей на **1-й** і **2-й** станціях, тобто суму **-5** і **0**, яка дорівнює **-5** і т.д. Накопичення нерівностей плечей по секції не повинно перевищувати **5 м**, що відповідає **50** віддалемірним одиницям.

4. Обчислюють перевищення (14) і (15) за чорними і червоним шкалами рейок:

$(1) - (4) = (14)$ – перевищення за чорною шкалою рейки;

$(8) - (7) = (15)$ – перевищення за червоною шкалою рейки.

Отримані результати записують в колонку 7. Різниця перевищень (14) і (15) дорівнює різниці п'яток рейок (18). Відхилення різниці (18) від різниці п'яток рейок, отриманої під час дослідження, не повинне перевищувати **3 мм**.

5. Обчислюють різниці п'яток чорних і червоних шкал задньої і передньої рейок:

$$(16) = (1) - (8);$$

$$(17) = (4) - (7).$$

Контроль: $(17) - (16) = (18)$.

6. Виконують контроль спостережень. Для цього перевищення (14) порівнюють із середнім контрольним перевищенням $((11) + (12)) / 2$ і перевищенням (15), причому останнє треба виправити на величину різниці п'яток рейок, визначену під час дослідження (± 100 мм). Відхилення не повинне перевищувати 3 мм.

Таблиця 5.1 – Журнал нівелювання III класу

№ штатива № рейок	Спостереження по віддалемірним ниткам		Контроль- ні переви- щення	Спостереження по середній нитці			Середнє переви- щення
	Задня рейка	Передня рейка		Задня рейка	Передня рейка	Переви- щення	
1	1580 (2)	1235 (5)	+345 (11)	1370 (1)	1020 (4)	+350 (14)	+350 (19)
1 - 2	1160 (3)	0810 (6)	+350 (12)	6153 (8)	5703 (7)	+450 (15)	
<i>Рн.1</i>	420 (9)	425 (10)	-5/-5 (13)	4783 (16)	4683 (17)	-100 (18)	
2	1960	1260	+700	1710	1010	+700	+700
2 - 1	1460	0760	+700	6392	5792	+600	
	500	500	0/-5	4682	4782	+100	
3	1835	1051	+784	1585	0800	+785	+785.5
1 - 2	1335	0551	+784	6368	5482	+886	
	500	500	0/-5	4783	4682	-101	
4	1961	1243	+718	1761	1042	+719	+719
2 - 1	1560	0841	+719	6444	5825	+619	
	401	402	-1/-6	4683	4783	+100	
5	1183	1443	-260	1314	1058	+256	+257
1 - 2	0933	1186	-253	6097	5739	+358	
	250	257	-7/-13	4783	4681	-102	
6	1931	1731	+200	1680	1481	+199	+198
2 - 1	1429	1233	+196	6361	6264	+97	
	502	498	-4/-17	4681	4783	+102	
7	1952	1370	+582	1702	1120	+582	+583
1 - 2	1453	0869	+584	6485	5801	+684	
	499	501	-2/-19	4783	4681	-102	
8	2135	1450	+685	1786	1090	+696	+695
2 - 1	1433	0730	+703	6466	5872	+594	
	702	720	-18/-37	4680	4782	+102	
<i>Контроль</i>	3774 (20)	3803 (21)	7537 (22) 3768.5 (27)	63674 (23) 8575 (28)	55099 (24)	8575 (25) 4287.5 (29)	4287.5 (26)

№ штатива № рейок	Спостереження по віддалемірним ниткам		Контроль- ні переви- щення	Спостереження по середній нитці			Середнє переви- щення
	Задня рейка	Передня рейка		Задня рейка	Передня рейка	Переви- щення	
9	1805	1780	+25	1555	1532	+23	+23.5
1 - 2	1305	1280	+25	6338	6214	+124	
	500	500	0/-37	4783	4682	-101	
10	1932	1470	+462	1680	1220	+460	+459.5
2 - 1	1429	0970	+459	6362	6003	+359	
	503	500	+3/-34	4682	4783	+101	
11	1760	0765	+995	1560	0565	+995	+995.5
1 - 2	1369	0365	+1004	6343	5247	+1096	
<i>Pn.2</i>	391	400	-9/-43	4783	4682	-101	
<i>Контроль</i>	1394	1400	2970 3768.5	23838 3057	20781	3057 1528.5	1478.5
<i>Підрахунок по секції від Pn.1 до Pn.2</i>							
	5168	5203	10507 5253.5	87512 11632	75880	11632 5816	5766

7. Виконують контроль спостережень. Для цього перевищення (14) порівнюють із середнім контрольним перевищенням ((11) + (12)) / 2 і перевищенням (15), причому останнє треба виправити на величину різниці п'яток рейок, визначену під час дослідження (± 100 мм). Відхилення не повинне перевищувати **3 мм**.

8. Обчислюють середнє перевищення за формулою:

$$h_{\text{ср}} = \frac{h_o + h_d \pm a}{2},$$

де h_o – перевищення, обчислене за основною (чорною) шкалою (14);

h_d – перевищення, обчислене за допоміжною (червоною) шкалою (15);

a – різниця п'яток рейок, визначена під час дослідження (**100 мм**).

Результат (19) записують в останню колонку журналу з точністю **0.1 мм**.

Якщо вказані умови не виконуються, спостереження на станції виконують повторно, змінивши горизонт приладу на **3 – 5 см**.

Посторінковий контроль. На кожній сторінці журналу підраховують:

- Суму різниць відліків по віддалемірним ниткам:

$$(20) = \sum(9);$$

$$(21) = \sum(10).$$

- Суму контрольних перевищень $(22) = \sum(11) + \sum(12).$
- Контрольне перевищення на сторінці $(27) = (22) / 2.$
- Суму відліків по задній рейці за чорною і червоною шкалам

$$(23) = \sum(1) + \sum(8).$$
- Суму відліків по передній рейці за чорною і червоною шкала

$$(24) = \sum(4) + \sum(7).$$
- Суму перевищень $(25) = \sum(14) + \sum(15).$
- Суму середніх перевищень $(26) = \sum(18).$

При посторінковому контролі повинні виконуватись наступні співвідношення:

$$(28) = (23) - (24) = (25).$$

$$(29) = (26) = (25) / 2 \text{ (для парної кількості станцій на сторінці).}$$

При непарній кількості станцій, напівсума перевищень повинна відрізнятись від суми середніх перевищень на половину різниці п'яток рейок, тобто на **50 мм**.

Контроль по секції. Різниця між перевищенням прямого і зворотного ходу не повинна перевищувати $\pm 10 \sqrt{L}$ (мм), де L – довжина ходу в кілометрах. Якщо умова не виконується, нівелювання по секції виконують повторно в одному з напрямків.

При перевірці підрахунків по секції підсумовують результати всіх сторінок. Перевіряють виконання тих самих співвідношень, що і при посторінковому контролі.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Куштин И. Ф. Геодезия : учебно-практическое пособие / И. Ф. Куштин, В. И. Куштин. – Ростов н/Д : Феникс, 2009, – 909 с.
2. Островський А. Л. Геодезія, частина II : Підручник для вузів / А. Л. Островський, О. І. Морозов, В. Л. Тарнавський. – Львів : НУ «Львівська політехніка», 2007. – 508 с.
3. Перфилов В. Ф. Геодезия : Учеб. для вузов / В. Ф. Перфилов, Р. Н. Скогорева, Н. В. Усова – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2006.
4. Яковлев Н. В. Практикум по высшей геодезии : учебное пособие для вузов / Н. В. Яковлев, Н. А. Беспалов, В. П. Глумов. – М.: Недра, 1982, – 368 с.
5. Ассур В. Л. Высшая геодезия / В. Л. Ассур, М. Н. Кутузов, М. М. Муравин. – М.: Недра, 1979, – 398 с.
6. Машимов М. М. Уравнивание геодезических сетей / М. М. Машимов. – М., Недра, 1979.
7. Морозов В. П. Курс сфероидической геодезии / В. П. Морозов. – М., Недра, 1979.
8. Новицький, В. В. Російсько-український тлумачний словник основних термінів та понять з геодезії / Укл. В.В. Новицький – Харків : ХІІМГ, 1993.
9. ДСТУ 2756-94. Геодезія. Терміни та визначення. / Київ : Держстандарт України, 1994.
10. ДСТУ 2757-94. Картографія. Терміни та визначення. / Київ: Держстандарт України, 1994.

Навчальне видання

ШАУЛЬСЬКИЙ Дмитро Васильович

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«ГЕОДЕЗІЯ»

*(для студентів 3 курсу заочної форми навчання, напряму підготовки 6.080101 –
Геодезія, картографія та землеустрій)*

Відповідальний за випуск *О. Є. Поморцева*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *Д. В. Шаульський*

План 2014, поз.26Л

Підп. до друку 07.09.2015 р.
Друк на ризографі
Зам. №

Формат 60 x 84/16
Ум. друк. арк. 2,2
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК №4705 від 28.03.2014 р.